

今月は論文集第 84 号 (37 年 8 月発行) 掲載論文として、つぎの 6 編を紹介いたします。なお、9 月号で紹介する第 85 号登載予定論文は下記の 3 編です。

赤井浩一・山本順一・小沢良夫：飽和粘土のせん断における間げき水圧の挙動について

箭内寛治：防護フィルターに関する二、三の実験的研究 (英文)

山崎寛司：鉱物質微粉末がコンクリートの強さにおよぼす効果に関する研究

連続吊橋の研究

倉 西 茂

本論文は等断面連続吊橋、変断面連続吊橋および斜張ケーブルを持った等断面連続吊橋の解析を行なったものである。

線型化されたたわみ度理論により連続吊橋を解き任意長さの等分布荷重が載荷されたとき補剛桁に生じる最大曲げモーメント図を描くと 図-1 が得られる。ここで  $c$  は  $l\sqrt{Hd}/EI$  で与えられる定数で Steinman の補剛係数の逆数となっている。ただし  $l$  は中央径間の支間長、 $Hd$  は死荷重による水平反力、 $EI$  は補剛桁の曲げ剛性である。側径間と中央径間の比は 0.5、 $f/l$  は 1/10 で側径間と中央径間の曲げ剛性は等しくとっている。図-1 を見ると  $c$  が小さいほど、すなわち死荷重による水平反力に比して補剛桁の曲げ剛性が大きいほど、働く曲げモーメントは大きくなる。また塔支点で最大曲げモーメントはピーク状に増大しており、その程度は  $c$  が大きいほど大きい等のがわかる。側径間での最大曲げモーメントの値は中央径間のそれより大きい  $c$  が小さくなるとその差は大きくなる。一般に吊橋においては補剛桁の曲げ剛性を増加させると、それに応じて作用する曲げモーメントも大きくなるので補剛桁の断面を増加させても応力度の軽減にあまり役立たない。図-2 は側径間、塔支点、および中央径間での最大曲げモーメントの最大値を明示したものである。連続吊橋においては塔支点での支点モーメントの影響は塔付近の補剛桁にしかおよばないので普通の 3 径間吊橋と最大曲げモーメントの値は塔付近を除いてあまり変わらない。  $c$  が大きくなると支点モーメントの影響はますます塔付近に限定されるが  $c=5$  の場合でも 図-3 に示したようにその差は小さい。

このように連続吊橋においては塔支点で曲

図-1 連続吊橋最大曲げモーメント図

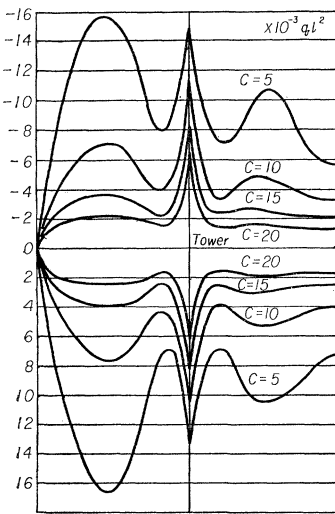


図-2

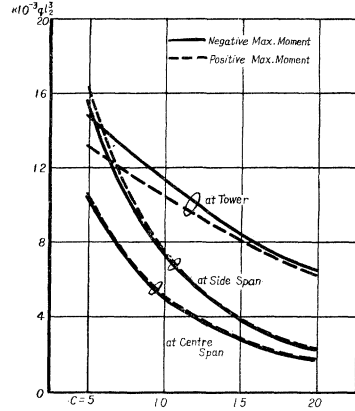


図-3 c=5 の場合単純 3 径間吊橋と連続吊橋の最大曲げモーメントの比較

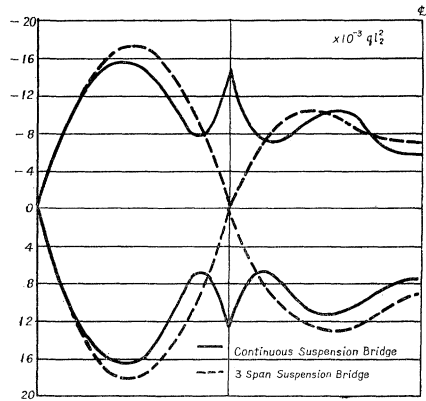


図-4

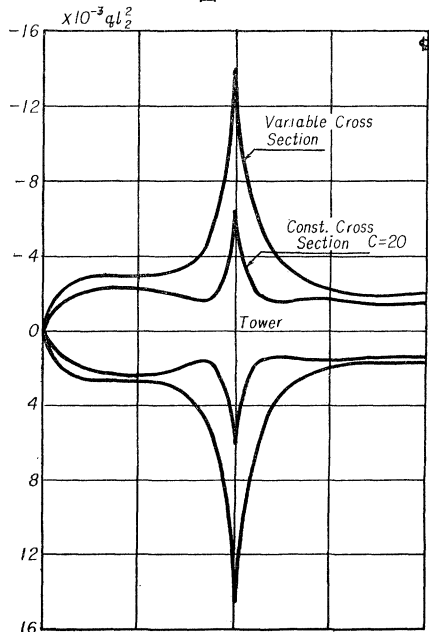


図-5

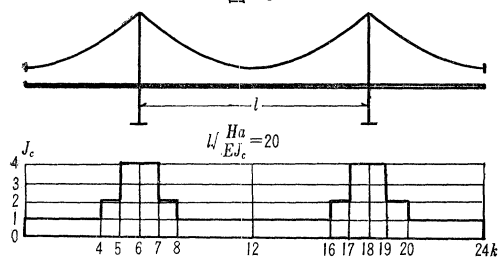
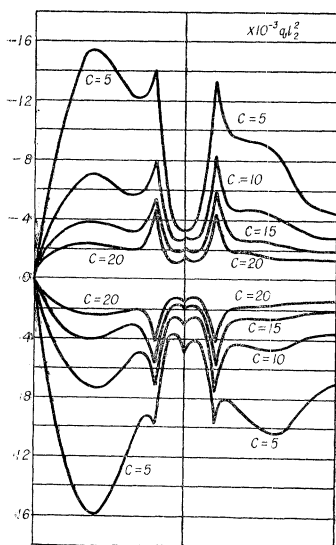


図-6



図-7 斜張ケーブルを有する連続吊橋の最大曲げモーメント図



て作用曲げモーメントも増加し、本計算例では支点付近で最大曲げモーメントの値は等断面の場合の2倍以上となり、支点での  $c$  の値  $c=10$  の等断面吊橋の支点モーメントの値に近くなっている。よって変断面により応力度の軽減をはかるためには思いきって断面を増加させることが必要と思われる。しかし支点付近でのたわみ角の変化を軽減させるためには役だつものと思われる。

最後に図-6に示したよう斜張ケーブルで支点付近の補剛桁を吊った場合の最大曲げモーメントを計算したのが図-7である。本計算においては斜張ケーブル1本とし、ケーブルは伸び縮みに対しては剛体として働き、塔上で自由に左右に移動できるものとした。塔とケーブルの定着点の距離は  $l/10$  である。図-7をみると塔支点での最大曲げモーメントのピークはケーブルの定着部に移動したような形となっているが、その値は小さくなっている。今1本の斜張ケーブルで吊ったのとケーブルの伸びを無視したため、定着部で最大曲げモーメントはピークをなしているがケーブルの数を多くしケーブルの伸びを考慮すれば曲げモーメントの増加は台地状にあらわれるものと思われる。しかし斜張ケーブルには大きな圧縮力が働くのでケーブル

は圧縮力に耐えられないものとする。図-8に示したように負の最大曲げモーメントはあまり変わらないが、正の最大曲げモーメントは連続吊橋のそれと同様な結果となる。そこで斜張ケーブルを効果的に用いるためには、斜張ケーブルはケーブルでなく十分剛な部材で構成し塔支点のごく近辺で補剛桁に結合するのがよいように思われる。本研究はおもに連続吊橋の静的応力、特に作用曲げモーメントを主にして解析を行なったものである。一般の長径間吊橋においては  $c$  の値は  $5 \sim 20$  程度となると思われるので  $c$  は  $5, 10, 15, 20$  の場合について計算を行なった。

【筆者：正員 東大工博 東北大学助教授】

## 遠心力鉄筋コンクリート管の新しい製造方法に関する研究

丸安隆和・鈴木 稔・平沢彰彦

### 1. 研究の目的

この論文は、従来行なわれていた遠心力鉄筋コンクリート管（ヒューム管）の製造方法が、その製造工程の上からも、またコンクリート製品としての品質の上からも、必ずしも合理的であるとは考えられないので、製造方法の合理化ならびに品質向上のための新しい方法を見出すために行なった研究結果の報告である。この研究によって、コンクリートの締固めが終了すれば即時に脱型して、蒸気養生を省略できる新しい製造方法が完成された。

この研究の第1の目的はコンクリートを締固めたのち、即時脱型を行なうことによって技術的にも、また経済的に相当問題点をもっている蒸気養生を製造工程の中より除外し、製造方法の合理化をはかることである。

第2は、普通の遠心力製造方法では、管内面に水や比重の小さい粒径の細かい材料が浮き出し、大きいすりへり抵抗の要求される内面が、水セメント比が大きくなり、かつ悪質の細骨材で構成され、製品全体から見ると最も悪いコンクリートになるという思わしくない欠点を改善することである。

第3は、即時脱型を可能とするためには、締固め完了時の水セメント比をきわめて小さく、かつ材料を十分に締固め、コンクリートの早期強度を飛躍的に改善しなければならない。またこれと同時に長期強度も大きくし、水密性を増大することも必要である。このようなコンクリート管の製造方法を完成させることである。

### 2. 研究の基本的な考え方

コンクリートの水セメント比が一定という条件のもとで、コンクリートの強度を大きく水密的にするには、コンクリートの中のセメントペーストの量を、骨材の空げきを満たし、骨材粒をできるだけ薄い皮膜でおおうだけの必要にして十分な最小限の量とすることが必要である。セメントペーストの使用量がこれ以上に増加すると、かえって、圧縮強度・引張係数・曲げ強度はいずれも低下するものであることはすでに認められている。

セメントペーストの使用量をできるだけ少なくするためには、混合骨材の空げき率を最小にするような配合を定めることが必要である。このような粒度組成を考察するために、骨材を球体と仮定し、その詰り方の状態を基本的な形から考察を進めた。コンクリートの締固めとは、「コンクリートの中の骨材を、次第に安定した状態、すなわち空げきの少ない状態に落ち着か

せることである」……と考えると、この縮固めの定義をできるだけ満足させようとすると不連続粒度の骨材を使用することが必要であり、この考え方が実際に製管に用いるコンクリートの配合をきめる基本となっている。

従来の製管方法では、内面に水が集まり管内面のコンクリートが、製品全体の中で最も悪いコンクリートとなる。これを改善するためには、縮固め時に水を管外方に向かわせ、これを型わくにあけた多数の小孔からしぼり出すことを考えた。この場合小孔の内側には適当なフィルターを取りつけた型わくを使用しなければならない。ただ、ここでコンクリートを縮固めながら、余分の水を脱水する場合、その難易は、水とセメント粒子との分離しやすさの程度によるが、この脱水性は「水セメント比」のほか、「砂の空げきとセメント量の割合」にきわめて大きい影響をうけることを見出し、最良のセメント、砂比を決めることが、即時脱型の成否に重大な関係をもつことを強調した。

すなわち水セメント比の大きいほど脱水の速度は速くなるが、これは直線的な関係をもつものではない。セメントと水とがただ物理的に混合して十分に縮固まっている場合、水セメント重量比が19%であれば、水げき率（水の部分を空げきと見れば空げき率となる）は37.4%となり、粉体としてはほぼ完全なまでに縮固まった状態と考えることができ、この値が縮固めの一つの目標値となるのである。最初コンクリートを練り混ぜるときは、練り混ぜ、取り扱い、打ち込みなどの作業が容易にできるように、あらかじめ十分ウォークアブルなコンクリートとなるだけの水量を加えておく。それは、脱水が行なわれたあとでは、最初に加えた水量に関係なく、所定の水セメント比のコンクリートにすることができるからである。また、最初水量をあまり制限するよりも、十分ウォークアブルとなるだけの水量を加えておいた方が、イナデンションの効果から最大密度のコンクリートを作るのかえって効果的である。

これらの条件を基本にし、管の内面仕上げが円滑に行なわれることを考慮し配合設計をする。配合設計に必要な要素は、細粗骨材の空げき率、粗骨材間にはさまれる細骨材の状態、縮固めの方法と縮固め程度、仕上げ条件などで、粒骨材の最大寸法などは従来の方法のように、製品の厚さ、鉄筋間隔などにより定める。縮固めが完了したとき所定の水セメント比となり、かつ最大密度のコンクリートが得られるような配合設計の方法を、絶対容積図を使用して行なう方法について説明を加えた。

縮固めに際しては、単に圧力や振動によって縮固めるだけでなく、その加圧縮固めにより、あまって浮き出てきた水はもちろん、その中にふくまれる空気も圧力の加わるにつれて除去する方法をあわせ行なうことが必要であることを見出して、その方法を講じたことも、この研究の成果の一つである。縮固めが進むにつれて、あまって出て来た水はフィルターをとって外方に脱水される。このフィルターは脱水はするがセメント粒子はとらず、型わくを取りはずすとき、フィルターにセメントペーストが付着してハダがきたくないようなものであり、またフィルターはくり返し使用できるものであるという条件を満足するものでなければならない。遠心力および加圧による縮固めが、満足な結果が得られるかどうかは、フィルターの工夫のいかんが大きいカギとなる。

### 3. 製管実験

この実験に使用したコンクリートの配合は、前述の絶対容積図から得られた算式に従って求めたものを基準としてきめた。セメント使用量と製品強さの関係を調べるために、セメント

使用量をコンクリート1m<sup>3</sup>あたりそれぞれ300、400、450、500kgに変え、砂利・砂の使用量を一定値としてS/Cのみを変化させた実験結果について、その脱水性・縮固め終了時の水セメント比について検討した結果、セメント使用量が400kgのとき、脱水性も比較的良好で、縮固め終了後の水セメント比も最小になるという結果を得た。セメント使用量がこれより少ないと脱水性はよくなるが、骨材粒は最良の配列まで縮固まらず、水セメント比も26%まで低下させるのが限界のようである。また、セメント使用量がこれより多いと、脱水性は急激に低下し、普通の遠心力製造方法の場合と全く同様に、管内面に水がしぼり出され、材料の分離が起こり、水セメント比も小さくはならない。すなわち、セメント使用量が400kgの間で最もよい結果が得られた。最良の配合を用いて長時間加圧脱水を行なえば、水セメント比は18%にまですることができるが、それまで脱水すると、かえって製品強さ（ひびわれ強さ・破壊強さ）は低下することがわかった。水セメント比が23%程度になるように縮固め脱水すれば、製品強さの変動が小さく、製品は均一なできばえとなるようである。

仕上り水セメント比が23±2%の範囲に縮固めた管で鉄筋の使用量を変化させた場合は、無筋から1.09cm<sup>2</sup>（管1本あたりスパイラルの量）までの間では、ひびわれと破壊とが同時に起こり、鉄筋の使用量を変えても強さにはあまり影響しない。それより2.0cm<sup>2</sup>までは、鉄筋量を増大するに従い、ひびわれ強さは、ほとんど増大しないが、破壊強さは比例的に増大する。無筋の管で、材令14日のひびわれ強さはJIS A 5303規格値の2.5倍を越え、破壊強さは、1.6倍を越えた。内圧試験の結果では、発汗（JIS A 5303）することは全くなく、内圧による破壊強さは、無筋の管についても材令2日で平均3.2kg/cm<sup>2</sup>に達し、材令14日では平均5.1kg/cm<sup>2</sup>となった。また、このことから、即時脱型によって、製品を型わくからパレットに移してもなんらの支障も、生じないことが証明された。

この研究では、早期強度および長期強度について所期の結果をうることができた。さらに、この製造方法では、製品が均一なできばえとなることも大きい特長ということができよう。なお、この方法によってすでに工場製品がつくられる段階にまでになった。

（筆者：丸安・正員 工博 東京大学教授 生産技術研究所）  
 鈴木・正員 北越ヒューム管KK取締役技術部長  
 平沢・正員 北越ヒューム管KK技術部研究室長

## 周期的圧縮荷重によるコンクリートの挙動

畑野 正

コンクリートの材料力学的な性質を明らかにするため、著者はすでに供試体に一軸一行程の圧縮または引張荷重を加えた場合の応力-ひずみの関係を破壊時間との関連において求めてきた。これを要約すれば、破壊強度 $\sigma_u$ 、ひずみ能力 $\epsilon_u$ およびSecant Modulus  $E_s$ と破壊時間 $t_u$ との間にはつぎの関係が成立したのである。

$$1/\sigma_u = A + B \ln t_u \dots \dots (1) \quad \epsilon_u = \text{constant} \dots \dots (2)$$

$$1/E_s = C + D \ln t_u \dots \dots (3)$$

また、この場合の応力-ひずみの関係(3)をKelvin bodyにバネが直結された3要素模型として粘弾性的に説明しようとしてその常数を求めたのである。コンクリート構造物の振動や動荷重による疲労の問題を取り扱うためには、以上の問題をさら

に発展させて周期的なくり返し荷重による挙動を知る必要がある。コンクリートの疲労試験は従来多数報告されているがほとんど荷重振巾と疲労破壊を生ずる回数の問題に限られ、その間における応力-ひずみの関係荷重の周波数による影響、疲労破壊の現象的説明などに関しては見るべきものが少ない。これらの問題を全般的に論ずるにはばく大な実験を必要とするので、著者はまずコンクリートの動的弾性率の周波数による変化の問題を主題としてここに取りあげ、これが粘弾性論による説明を試み、そのほかの問題に関しては一定くり返し回数だけ動荷重を加えたのちの残留ひずみ、静的破壊強度、破壊ひずみなどを求めて、これらから全般的な推定を行なうにとどめた。

### 1. 実験の方法と測定結果

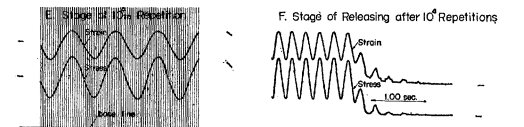
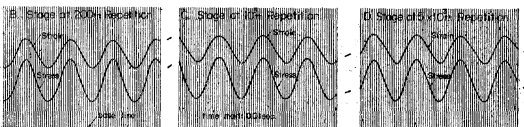
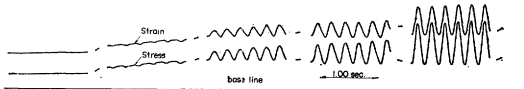
周期的荷重を直径 10 cm, 高さ 20 cm のコンクリートおよびモルタル各一種の供試体に加えた。パルセーターは容量 100 t でこれを 100 t 耐圧試験機に連結して使用した。圧縮荷重の周期は極数変換式モーターにより、0.60 sec, 0.46 sec, 0.31 sec, 0.235 sec, 0.18 sec の 5 段階に変化させることができる。円筒供試体の上部に鋼製リングを固定し、リングと供試体をのせた下部加圧板との鉛直距離の変化を S.R. ゲージをばった  $\pi$  ゲージにより測ってひずみを求めた。 $\pi$  ゲージは供試体直径方向に 2 個使用し両者のひずみの和を記録した。また S.R. ゲージによる圧力計を下部加圧板の下において圧力を測定し、ひずみと応力を電磁オシロに同時記録した。記録の一例が 図-1 でこれを応力-ひずみに書き換えたものが 図-2 である。記録は荷重がかかり始めてから、所定圧力振巾になるまでの A stage, 所定圧力振巾になった直後の B stage, 最初から 1000 回目, 5000 回目, 10000 回目の荷重をうけたときの C, D, E stage, 10000 回のくり返しを終った直後の荷重解放の F stage, および F stage 終了後数分たってから行なった静的破壊 (破壊時間約

図-1

#### Examples of Test Record

( Test 1-20. Stress Period 0.235 sec. Stress Amplitude 60-200 kg/cm<sup>2</sup> )  
1 : 3 : 5 Concrete 4Ws.

A. Initial Stage from Beginning to the fixed Stress Amplitude.



G. Final Stage of Static Failure after F Stage

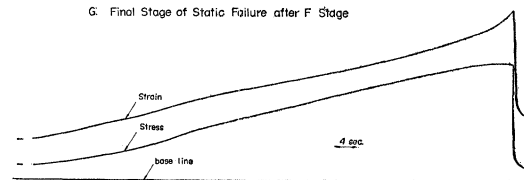
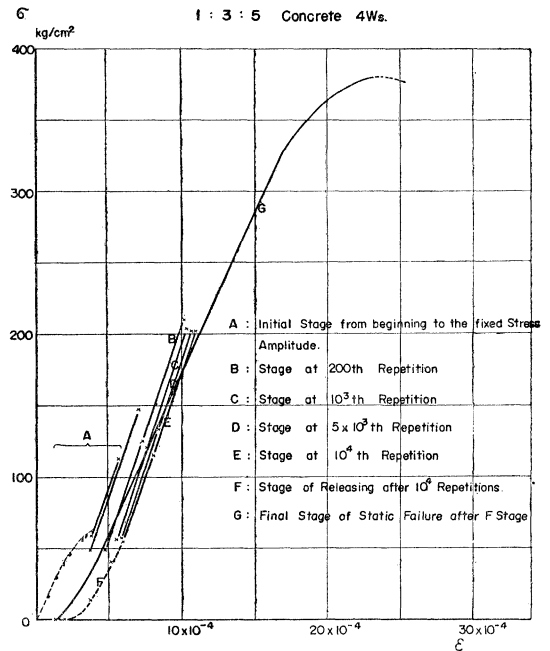


図-2  
Stress - Strain

( Test 1-20. Stress Period 0.235 sec. Stress Amplitude 60-200 kg/cm<sup>2</sup> )



100 sec) の最終段階たる G stage の 7 段階について行なった。荷重周期は前述 5 段階とし圧力振巾を約 50~140 kg/cm<sup>2</sup> および 50~200 kg/cm<sup>2</sup> とし周期および圧力振巾の等しい試験を 2 個あて行なった。これにくり返し荷重を加えないで初めから一行程静的圧縮破壊を生ずる実験 2 を加え、供試体一種につきおのおの 22 個あて実験したのである。

B, C, D, E, の各 stage における応力-ひずみの関係は小圧力振巾のときはもちろん、破壊ひずみの 1/2 程度まで応力を加えた大圧力振巾のときでもほとんど直線的である。今この直線の勾配を動的弾性率  $E_d$  と定義すれば同一供試体の  $E_d$  の値は周期の一定な 10000 回のくり返しの間ではほとんど変化なく一定の値を示す。しかし応力ひずみの関係直線は次第に右に移動し、ひずみの絶対値がくり返しの回数の増大につれて増加するのが見られる。応力解放の F stage では応力-ひずみ曲線はやや上向きに凹型を示し弾性余効の状況を表わす。F stage の応力 0 のときの残留ひずみは数分後の静的破壊の G stage の始点に至るまで少しく減少する。今 G stage の始点におけるひずみを残留ひずみ  $\epsilon_r$  と定義する。最終過程 G stage では応力-ひずみ曲線は応力 0, ひずみ  $\epsilon_r$  から始まって小圧力の範囲では少し上向きに凹型の傾向を示すが、ただちに直線となり破壊ひずみに近くなってから上向き凸型となる。この直線部分の勾配を静的弾性率  $E_s$  と呼ぶ。上向き凸となった曲線は最大応力すなわち  $\sigma_u$  (静的破壊強度) となつてから、なおこれより小なる応力状態でひずみを増大しついに破壊するに至る。今 A stage 開始前のひずみ値 0 なる点から静的破壊強度  $\sigma_u$  のときのひずみ値までの、すなわち  $\epsilon_r$  をふくめた全ひずみ値を縮み能力  $\epsilon_o$  と定義する。これらの  $E_d, \epsilon_r, E_s, \sigma_u, \epsilon_o$  のおのおの値はややバラツキが多いので統計的な検定を行ない回帰線および平均値として意味のあるもののみにつき図示すると 図-3 のようになる。

図-3 (a)

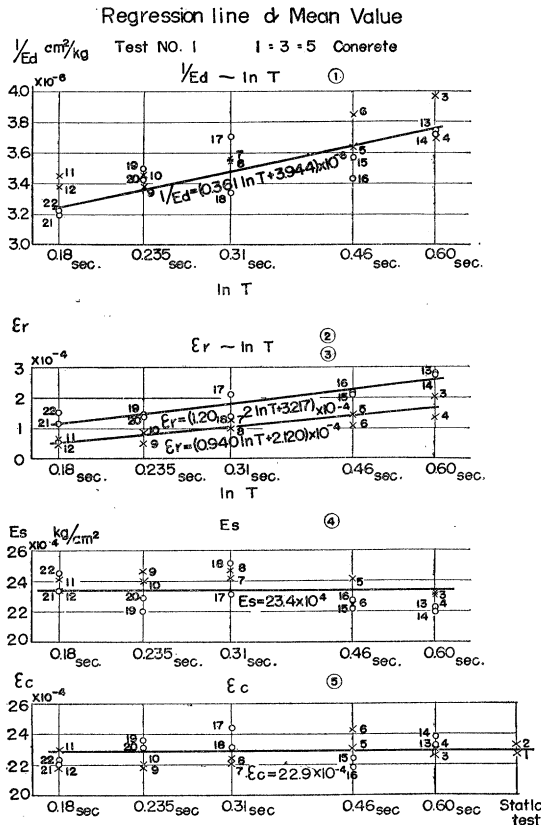
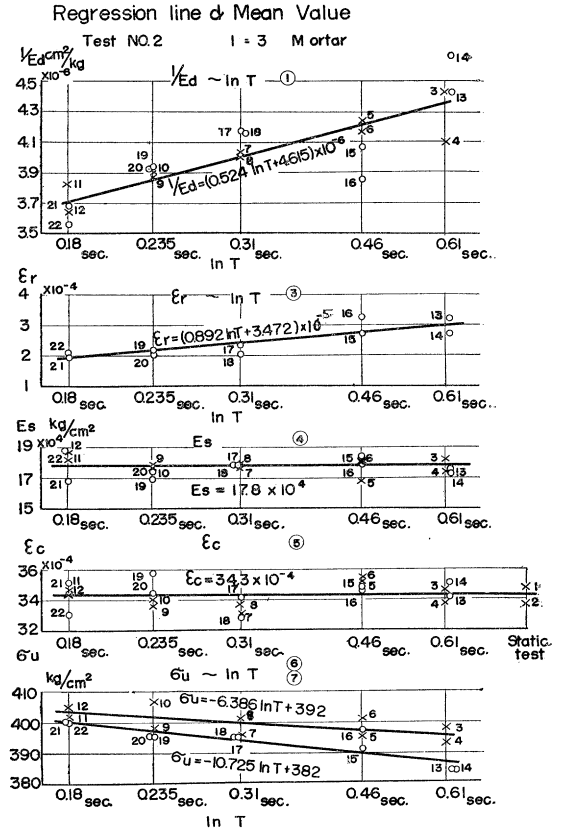


図-3 (b)



2. 考察と結論

以上から周期的圧縮荷重をうけるコンクリートの動挙動につき重要な性質を知ることができる。

$E_d$  の値は比較的小範囲の周期の変動において明瞭な変化を示している。周期を  $T$  で表わせればこれは式 (3) と同様に

$$1/E_d = C + D \ln T \dots\dots\dots (4)$$

と表現できる。すなわち、コンクリートの粘性のために圧力周期の減少によって  $E_d$  が増大するのである。

10000 回のくり返し荷重をうけたあとの残留ひずみ  $\epsilon_r$  は圧力周期の大なるほど大きい。すなわちくり返し荷重の影響はその回数だけによるものでなく、その周期、換言すれば作用時間の影響をうけるものであるといえる。

$E_s$  の値は周期および圧力振巾の異なる各試験後において差があるとはいえない結果となった。コンクリートの縮み能力  $\epsilon_c$  はくり返し荷重を加えようが加えまいが、また圧力振巾、周期がどうあろうが、全体として一定であるといえそうである。すなわち (2) 式と同様な次式が成立する。

$$\epsilon_c = \text{const} \dots\dots\dots (5)$$

10000 回の一定圧力振巾のくり返し荷重後の静的圧縮強度  $\sigma_u$  は荷重周期が大きいほど小さいといえる。

以上からコンクリートの疲労に関してつぎのような点が推定される。すなわち応力振巾に応じて疲労破壊を生ずるくり返し回数が決められるという従来の考え方は成立せず、応力周期が大きく影響する。コンクリートの疲労は破壊ひずみに至る要素によって定まると考えるべきで、くり返し回数と応力周期の積、

ならびに応力振巾が疲労を決定する主要な要素であろう。周期の大きい荷重の場合は同一応力振巾、同一回数でも周期の短い場合に比し、ひずみ量は大きくなり破壊により近づいていると解すべきであろう。

周期的圧縮荷重による応力-ひずみの関係を用いてコンクリートの粘弾性を求めることができる。この場合残留ひずみ  $\epsilon_r$  と周期による動的弾性率  $E_d$  の変化に着目して、Maxwell-Kelvin body を想定して求めた粘弾性定数は表-1のごとくでこれらを用いてコンクリート構造物の動力学を展開することができる。

表-1 粘弾性定数計算値

Test No.	① 1:3:5 コ ンクリート	② 1:3モルタル
	4周 $\frac{w}{c} = 0.50$	4周 $\frac{w}{c} = 0.50$
$E$ (Maxwell) kg/cm <sup>2</sup>	$31.95 \times 10^4$	$29.09 \times 10^4$
$\eta$ (Maxwell) kg/cm <sup>2</sup> ·sec	$2.90 \times 10^9$	$2.16 \times 10^9$
$E_1$ (Kelvin) kg/cm <sup>2</sup>	$123.50 \times 10^4$	$85.18 \times 10^4$
$\eta_1$ (Kelvin) kg/cm <sup>2</sup> ·sec	$6.29 \times 10^4$	$4.37 \times 10^4$

【筆者：正員 工博 電力中央研究所】

節付き(仕切り円板付き)円筒体の応力・変形・振動性状に関する力学およびその弾性領域内柱体的屈曲の一計算法について

荒井利一郎

この論文は節付き円筒体が土木構造物の部材として利用され

る場合につき、その応力・変形・自由横振動などを、主として端かく乱完全円筒曲面理論の立場から計算考察し、さらにそのような節付き円筒体が軸圧縮の作用を受け、弾性領域内の柱として座屈する場合に関しても一計算法を考えたものであり、内容の順序および概要はつぎのとおりである。なお円筒曲面および仕切り円平板はともに薄くて完全弾性体からなるものとし、かつ計算においては普通の仮定を取り入れた。

### 1. 端かく乱を受ける完全円筒曲面の応力および変形

半径  $a$ 、壁厚  $t$  なる標記円筒曲面の、中央面内における任意点につき母線の方向（材軸に平行な方向、 $x$  方向）、円周に対する接線の方向（ $a\phi$  方向）、および円周に対する外向きのり線の方向（ $z$  方向）の各変位をそれぞれ  $u, v$  および  $w$  とし、これらを

$$\left. \begin{aligned} u &= U_n \cos n\phi = Ae^{\lambda v/a} \cos n\phi; \\ v &= V_n \sin n\phi = Be^{2\lambda v/a} \sin n\phi; \\ w &= W_n \cos n\phi = Ce^{2\lambda v/a} \cos n\phi; \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 $A, B, C$  は定数； $n$  は正整数

なる形で表わした場合に対して、著者は  $\lambda$  が次式で規定されるものとした。

$$\left. \begin{aligned} (1+2k)\lambda^3 - \left[ 2(2n^2-v) \frac{k}{2} \{n^2(11-3v)-12v\} \right] \lambda^2 \\ + \left[ \frac{1-v^2}{k} + \{6n^2(n^2-1) + (4-3v^2)\} \right] \lambda \\ + 3k \{ (2-v)n^4 - (2-v+v^2)n^2 + 1 \} \lambda^4 \\ - n^2 \{ 2[2n^4 - (4-v)n^2 + (2-v)] \} \lambda^2 \\ + \frac{k}{2} \{ (7-3v)n^4 - 2(7-5v)n^2 + 7(1-v) \} \lambda^2 \\ + (1+k)n^4(n^2-1)^2 = 0 \end{aligned} \right\} (2)$$

ただし、 $k = D/(a^2N) = t^2/(12a^2)$ ;  
 $N = Et/(1-v^2)$ ;  $D = Et^3/(12(1-v^2))$ ;  
 $v = \text{ポアソン比}$

$n \geq 2$  なる場合については式(2)の複素根が  $\pm \kappa_a \pm i \mu_a$ 、 $\pm \kappa_b \pm i \mu_b$  なる形で8個存在するので、 $U_n$  は式(3)のように表わされ、 $V_n$  および  $W_n$  も、たんに定数  $D_1 \sim D_8$  をそれぞれ  $E_1 \sim E_8$ 、 $F_1 \sim F_8$  に変えるだけで同形の式により表わされる。

$$\left. \begin{aligned} U_n &= e^{-\kappa_a \xi} (D_1 \cos \mu_a \xi + D_2 \sin \mu_a \xi) \\ &+ e^{-\kappa_b \xi} (D_3 \cos \mu_b \xi + D_4 \sin \mu_b \xi) \\ &+ e^{-\kappa_a (\zeta - \xi)} \cdot e^{\kappa_a \xi} (D_5 \cos \mu_a \xi + D_6 \sin \mu_a \xi) \\ &+ e^{-\kappa_b (\zeta - \xi)} \cdot e^{\kappa_b \xi} (D_7 \cos \mu_b \xi + D_8 \sin \mu_b \xi) \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

ただし、 $\zeta = l/a$ ;  $\xi = x/a$ ;  
 $l$  は、端かく乱では含まれている円筒部分の長さ（すなわち円筒端の  $x$  座標は  $x=0$  と  $x=l$ ）

$n=1$  なる場合に式(2)の根は、 $\pm \kappa_1 \pm i \mu_1$  なる形で表わされるものが4個だけになるので、 $x$  のべきの項をも添加して  $W_1$  などを式(4)のように表わし、断面応力もこれにより算出した。

$$\left. \begin{aligned} \left\{ \begin{aligned} U_1 \\ V_1 \\ W_1 \end{aligned} \right\} &= \left\{ \begin{aligned} D_1 \\ E_1 \\ F_1 \end{aligned} \right\} e^{-\kappa_1 \xi} \cos \mu_1 \xi + \left\{ \begin{aligned} D_2 \\ E_2 \\ F_2 \end{aligned} \right\} e^{-\kappa_1 \xi} \sin \mu_1 \xi \\ &+ \left\{ \begin{aligned} D_5 \\ E_5 \\ F_5 \end{aligned} \right\} e^{+\kappa_1 \xi} \cos \mu_1 \xi + \left\{ \begin{aligned} D_6 \\ E_6 \\ F_6 \end{aligned} \right\} e^{+\kappa_1 \xi} \sin \mu_1 \xi \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} &\left\{ \begin{aligned} -a[3\alpha(x^2+2a^2(2+v))+2\beta x+\gamma]; \\ +v(1+k)a^2(6\alpha x+2\beta)-(\alpha x^3+\beta x^2) \\ +\gamma x+\delta); +(\alpha x^3+\beta x^2+\gamma x+\delta); \end{aligned} \right\} (4) \\ &\text{ただし、} e^{+\kappa_1 \xi} = e^{-\kappa_1(\zeta-\xi)} e^{\kappa_1 \xi}; \\ &\alpha, \beta, \gamma, \delta \text{ は定数} \end{aligned} \right\}$$

### 2. 一端が固定で他端が自由、かつ節付きなる一層の円筒体

円筒の一端  $x=0$  が固定、他端  $x=l$  が自由で、ここに厚さ  $t_p$  なる円平板形の仕切り板がついており、その仕切り板の周辺に沿って外部から  $n=1$  型の  $f, q, p$  および  $m$  の各端かく乱が作用した場合につき各別に計算した。この計算にあたり仕切り円板（節円板）については、これを円平板と円平盤との単なる重合と考え、端条件としては固定端 ( $x=0$ ) の条件4個と節円板周辺（円節につき  $x=l$ 、節円板につき  $r=a$ ) の条件8個をとった。

### 3. 両端が固定で、固定間の中央が節付きである円筒体 ( $n=1$ )

円筒体の両端 ( $x=0$ ) が固定で、それら固定端間の中央 ( $x=l$ ) に厚さ  $t_p$  なる仕切り円板があり、その仕切り円板の周辺にそって外部から2.の場合と同様にかく乱  $f, q, p, m$  が作用したときにつき各別に計算した。これらのうち  $q, p$  の両かく乱では円筒の変形が固定間の中央に関し  $x$  について対称であり、 $f, m$  の両かく乱ではそれが逆対称であるから、いずれの場合も  $x=0 \sim l$  なる範囲だけを考えればよく、端条件としては固定端 ( $x=0$ ) の条件4個と節円板周辺 ( $x=l, r=a$ ) の条件6個とれば足りることになる。

### 4. 一端固定なる多層円筒体 ( $n=1$ )

一端が固定、他端が節円板付きで自由、そしてそれらの中間にもいくつかの節円板が等間隔についている多層円筒体の変形・応力を弛張法で算出する場合には2.および3.が、この弛張法に対する一種の単元問題と考えられる。すなわち著者は第1に緊定構造としては各節円板をとり巻き弛張の必要に応じてのみ指定の変位変形をなす“緊定環”を想定した。第2にこの緊定環により弛張・溶流されるべき力としてはかく乱  $f, q, p, m$  と同種なる4種を考えた。さらに変形・変位・力の関係がすべて  $\sin n\phi, \cos n\phi$  (ここでは  $n=1$ ) で定義されることになるのでこの事実を利用して実計算の単純化をはかった。

一般に層数の多いある円筒体につき弛張計算をおこなうにあたっては、これより層数の少ない円筒体に関する諸結果が一括的に弛張に利用できるはずである。

### 5. 一端固定、他端自由なる節付き円筒体の横自由振動 ( $n=1$ )

標記の弾性振動性状を簡単化して計算するためにつぎのような仮定をした。すなわち円筒体の質量は節円板周辺だけにそって  $M/(2\pi a)$  なる割合で等分布し、それら  $M$  のうち自由端周辺の  $M_a$  は節円板  $A$  自身の重さと長さ  $a$  なる範囲の円筒部の重さとの和、また途中の節円板  $B, C$  などの周辺の  $M_b, M_c$  などはそれぞれ節円板自身の重さと長さ  $2a$  なる範囲の円筒部の重さとの和にそれぞれ比例すると仮定した ( $\zeta=2$ )。さて1.~4.による計算の結果を利用すると各仕切り円板の周における振動変位  $u, v, w$  は各仕切り円板の周に想定されるべき振動かく乱

$\varphi_i$  ( $i=1, 2, \dots, r$ ;  $r$  は振動自由度) の 1 次の和で表わされるから基準振動 (主振動) は振動かく乱  $\varphi_i$  によって式 (5) で表わされることとなる。

$$\lambda\{\varphi\}=[D]\{\varphi\} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ただし, } \lambda=1/p^2; p \text{ は基準振動の円振動数} \\ \lambda(=1/p^2) \text{ は式(5) の潜在根であり, この } \lambda \text{ (基本振動に対応するものから) はじめて順次高次に至るすべての } \lambda \text{ はそれに対応する } \varphi \text{ 比とともに, 円柱マトリックスによるくり返し計算, または正方マトリックスのベキ上昇計算で見出されるけれども, 重点を基本振動のみにおきかざりでは前者による計算の方が簡単である。それで著者は他の方法でも簡単に検算のできる一層の場合につき広範囲に正方マトリックス法を用いて振動性状を吟味し, つぎに二層の場合の一, 二例につき正方マトリックス法で } \lambda \text{ 値, } \varphi \text{ 比のすべてを算出するとともに, 問題が基本振動性状のみに限られている場合には, 各層で } \varphi \text{ かく乱と } \varphi \text{ かく乱とだけを計算上のかく乱 } \varphi_i \text{ として採り, 簡易化した円柱マトリックス法でも大差ない結果が得られるべきことを指摘し, この最後の方法を広く二層, 三層の場合に適用した。} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

## 6. 節付き円筒柱の弾性領域座屈

ここでは一端固定, 他端自由なる節付き円筒柱が軸圧縮を受けたときの座屈荷重を数個の数値例につき算出した。

すなわち, いま各節円板周辺のかく乱  $\varphi_i$  を座屈たわみ尺  $\eta$  の度と考え,  $\eta$  が  $\varphi_i$  の 1 次の和で表わされ得るものとすれば, 座屈時に位置エネルギーが 0 で極小となる条件を表わす式は振動の場合と同形になり, 5. の円柱マトリックス法が使われる。本節では三層, 六層の一, 二例につき計算をかかげた。

【筆者: 正員 名古屋工業大学教授】

## 鉱物質微粉末がコンクリートのウォーカビリチーにおよぼす効果に関する基礎研究

山 崎 寛 司

ボゾラン, 岩石粉末などのコンクリートに用いられる鉱物質の微粉末は, その品質に大差があり, また, その使用方法も多岐にわたっていて, 個々の微粉末の効果については相当研究がなされているが, 微粉末全般を通じて, その粉末度, 粒子形状, 粒子表面状態の影響を論じたものは少ない。本文は, コンクリートに用いられる鉱物質微粉末を, その品質によって分類し, 物理的, 化学的性質がそれぞれのグループを代表するような数種の微粉末を選び, これら微粉末がコンクリートのウォーカビリチーにおよぼす効果について基礎的に試験を行なって研究した結果をとりまとめたものである。

(1) まず, 粉末度および粒子形状の異なる数種の微粉末を用い, これをコンクリート中のセメントの一部または骨材の一部とおきかえて用いた場合のコンクリートの単位水量の変化について試験し, また, セメントペースト, 微粉末のみのペースト, およびセメントと微粉末とを用いたペーストについて, そのコンシステンシーを試験して検討した。

試験の結果, コンクリートのウォーカビリチーにおよぼす微粉末の影響は, 用いるコンクリートの配合, 微粉末の使用量および使用方法, 微粉末の粉末度, 粒子形状および粒子表面状態によっていちじるしく相違するが, 粉末度が  $2500 \text{ cm}^2/\text{g}$  以上ならば, 微粉末の粒子形状および粒子表面状態の影響が特に

ちじるしいことが示された。

これらの試験の結果から, ボゾランなどの混和材料としての微粉末の選定にあたって, できるだけ表面の平滑な球形に近い粒子のものを選ぶのがよいこと, 岩石を破碎してつくった骨材中にふくまれる微粉部分で, 粉末度がセメントの粉末度程度以上で, 粒子形状が適切ならば, コンクリート (とくに貧配合コンクリート) のウォーカビリチーを改善するのに有効であること, などが認められた。なお, このような微粉末がコンクリートのウォーカビリチーにおよぼす影響の程度は, 微粉末のみのペーストのコンシステンシーを試験し, セメントペーストのコンシステンシーと比較することによって, そのめやすを得ることができることを確かめた。

(2) コンクリートのウォーカビリチーにおよぼす微粉末の影響が, 微粉末の粒子形状および表面状態によっていちじるしく相違する原因の一つとして, 微粉末粒子表面に物理的に保持されて, ペーストの流動性に関係しない水量が, 粒子形状および粒子表面状態によって相違することがあげられる。この粒子表面に保持される水量に関する係数を保水係数と名づけた。保水係数は, その微粉末を用いて濃さの異なるペーストをつくり, そのブリージング速度を試験することによって, つぎのような関係を用いて求めることができる。

$$Q=A \frac{(\varepsilon-w_i)^3}{1-\varepsilon}$$

ここに,  $Q$ : ブリージング速度  $\text{cc}/\text{cm}^2/\text{sec}$ ,  $\varepsilon$ : ペースト単位容積中の水げき部分の容積,  $w_i$ : 保水係数,  $A$ : 定数

保水係数は, 粒子表面形状によって定まる部分, 粒子表面に化学的に結合または物理的に吸着する部分, および粒子のフロキュレーションの状態によって定まる部分の 3 部分からなるが, 微粉末と純水とを用いてつくったペーストから求められる保水係数は, その大部分が粒子表面形状によって定まる部分に相当すると考えられる。以上の観点から粒子形状および粉末度の相違する微粉末でペーストをつくり, 保水係数を試験し, コンクリート試験の結果と対比して検討した。

たとえば, 純水を用いてつくった微粉末ペーストのブリージング試験の結果から求めた保水係数は, フライアッシュで  $0.11 \sim 0.24$ , 岩石粉末で  $0.38 \sim 0.46$  で, 保水係数の小さいものほどコンクリートの単位水量を減らす効果が大きいことが認められた。保水係数は微粉末の粉末度によっても相違するが, この相違は, 粒子形状および表面状態による相違にくらべて少なく, 粉末度の高いものは保水係数が高くても骨材をよくとりまいて流動させる効果が大きいので, 一般的にいうと, 粉末度が高く保水係数の小さいものほどコンクリートの単位水量を減らす効果がいちじるしく, 粉末度が粗くて保水係数の大きいものは単位水量を増加させることが確かめられた。

(3) 微粉末がコンクリートのブリージング水量におよぼす影響は, 微粉末の品質, 使用量, 使用方法などによって相違するが, 各種微粉末を用いたコンクリートのブリージング試験を行なって検討した結果, 単位水量が増加しない範囲で, 骨材の一部を微粉末でおきかえて用いるとブリージング水量をいちじるしく減らすことができること, 微粉末をセメントの一部とおきかえた場合にも, 一般にブリージング水量が減少すること, 以上のような効果は保水係数の比較的大きな微粉末において特にいちじるしいことなどを確かめた。しかし, 保水係数のいちじるしく少ないフライアッシュにおいては, これをセメントの一部とおきかえて用いた場合, ブリージング水量におよぼす影響

がまちまちであって、場合によってはブリージング水量の増加する場合もあることが認められた。

(4) ペースト中におけるセメントおよび微粉末粒子の分散またはフロキュレーションは、ペーストのコンシステンシーに深い関係があると同時に、硬化後のコンクリートの性質にも関係があると考えられる。ことにセメントペースト中では、水中に溶出したセメント成分の影響で、セメントおよび微粉末粒子は互いに引きあってフロックをつくる。このフロキュレーションの現象を顕微鏡観察などによって明らかにし、フロキュレーションがペーストの流動性におよぼす影響について試験を行なって検討した。その結果、フロキュレーションの程度は、練り混ぜ方法、ペーストの濃さ、微粉末の粉末度などによって相違し、フライアッシュをペーストとして用いること、練り混ぜを十分行なうこと、分散剤を適切に用いること、などがコンクリートのウォーカービリチーを増すばかりでなく、強度の高いコンクリートを得るのに有効であるという既往の研究結果について、粒子のフロキュレーションの観点から考察を行なった。

(5) プレーン比表面積  $2500\sim 6000\text{ cm}^2/\text{g}$  の微粉末について試験を行ない、微粉末の粉末度がコンクリートのウォーカービリチーにおよぼす影響の程度は、粒子の形状および表面状態の影響にくらべると小さいが、一般に上記粉末度の範囲ならば、粉末度が高いほどこれを用いることによってコンクリートの単位水量を減らし、またブリージング水量を減ずる効果の大きいことを明らかにした。【筆者：正員 日本セメントKK研究所】

## ダム コンクリートの品質管理について

永 田 年

最近5年間に、高さ150m級の3つの重力ダムが完成した。この3つのダムのコンクリート総量は約4700000 $\text{ m}^3$ に達する。すなわち、佐久間ダムで1122000 $\text{ m}^3$ 、田子倉ダムで1949500 $\text{ m}^3$ 、奥只見ダムで1627500 $\text{ m}^3$ であって、佐久間ダムでは、中庸熱セメントのみを、奥只見ダムでは、中庸熱セメントの一部をフライアッシュに置き換えたコンクリートを使用し、田子倉ダムではこの二種のコンクリートを併用し、三者三様のコンクリートを製造した。

これら膨大なコンクリートの品質管理実績にもとづき、管理諸係数の実態を把握し、つぎの結論に達し、将来のコンクリートの製造および、その管理に資せんとするものである。

### (1) 骨 材

a) 粗骨材 前記3つのダムにおいて、佐久間、田子倉は、河川産の天然骨材を、奥只見は人工骨材を使用した。しかし、いずれもほぼ類似のフルイ分け設備によって粒径別に4種類、すなわち150~80mm, 80~40mm, 40~20mm, 20~5mmに区分した。この4種に対する多数のフルイ分け試験にもとづくと、40~20mm径のもの以外のフルイ分け精度は高いが40~20mm径のものは、その精度が非常に低く、コンクリートの粗骨材としての粒度をいちじるしく悪くしている。

この事実は3つのダムにおいて全く共通の現象であって、40mm目および20mm目のフルイに欠陥があることを示すものである。著者はこの欠陥を是正するために、40mm目、20mm目のフルイの目の開きの拡大と、フルイ全体の面積を大き

くすることを提案した。

b) 細骨材の粒度調整は佐久間においてはハイドロリッサクサイザーを使用して非常な好結果を得た。すなわちパッチャーブラントにおける連続5560回のフルイ分け試験によると、粗粒率の最大値は2.71, 最小値は2.55, その差は0.16, 平均値2.63との差は最大値, 最小値ともに0.08にすぎない。

この主たる原因は河川産の砂の粒度がほぼ均等であったことと、砂の生産が必要以上でサイザーにて区分した。不要なsizeの砂を自由に放棄できたことにあった。

一時、骨材採取場を変更して砂の粒度が均一でなくなり、サイザーの機能は全く失なわれた。これらの事実からサイザー応用の範囲についても言及した。奥只見ダムの人工骨材についてはすでに発表されているので省略した。

### (2) コンクリートの品質について

3つのダムの供試体の圧縮強度試験の結果から、つぎの結論を得た。

a) フライアッシュを使用したコンクリートの材令91日と材令365日との品質管理係数(圧縮強度の増加率, 圧縮強度の変動係数, 標準偏差, 不合格確率)の関係はフライアッシュを使用しないコンクリートの材令28日と91日との品質管理係数の関係に類似している。

従ってフライアッシュを使用したコンクリートの品質管理は材令365日の圧縮強度を基準としなければならない。

b) 3つのダムで使用した、現在もとてもすぐれている施工設備によると、前記管理係数はきわめて良好であることが明らかとなった。たとえばコンクリート1 $\text{ m}^3$ あたり220kgのセメントと使用した佐久間ダムのコンクリートの圧縮強度は369 $\text{ kg/cm}^2$ , 変動係数は12.7% (全試料984に対し), 50試料を1組とした19組の平均値は10.7%, 不合格確率は1/220であった。

c) 圧縮強度の増加率の変動を50試料1組の平均値について調査すると、この増加率は理論どおり、常数に近いことが明らかとなったので、この点に着眼して材令28日と91日の圧縮強度の変動係数の関係をつぎの式で表現した。すなわち

$$Y = \frac{1}{k} X \quad Y = \frac{V_{91}}{V_{28}} \quad X = \frac{S_{91}}{S_{28}} \quad k = \frac{\bar{\sigma}_{91}}{\bar{\sigma}_{28}}$$

$V_{28}, V_{91}$  =それぞれ材令28日, 91日の圧縮強度の変動係数  
 $S_{28}, S_{91}$  =それぞれ材令28日, 91日の圧縮強度の標準偏差  
 $\bar{\sigma}_{28}, \bar{\sigma}_{91}$  =それぞれ材令28日, 91日の圧縮強度の平均値

この式のうち $k$ の値は工事前の調査にて定めることができる。この式中の $X$ の値を推定すれば $Y$ の値は定まる。この $X$ の値は主として使用セメント量により異なるが現場の骨材, 施工設備によっても異なる。3つのダムの実績から $X=1.1\sim 1.2$ 程度となった。その最大値は理論的に $k(=1.3\sim 1.4)$ に等しくなるが、事実は $X < k$ であるから、前記推定値は事実を遠くはなれたものではない。この $X$ を推定することによって

$$V_{91} = \frac{X}{k} V_{28}$$

となり、材令28日の変動係数から材令91日の変動係数を推定し、コンクリート管理の万全を期せんとするねらいである。

d) b)に述べた事実にもとづき、重力ダムおよびアーチダムの管理諸係数の実用値に言及し、ダムコンクリートの品質管理に一つの質料を提供したつもりである。

【筆者：第49代会長 工博 東京電力KK顧問】